

CTE SE-F: ADDENDA A DOS ARTÍCULOS SOBRE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA.

CTE SE-F: ADDENDUM TO TWO ARTICLES ON MASONRY STRUCTURES.

Manuel J. Freire-Tellado, Dr. Arquitecto.

Departamento de Tecnología de la Construcción. Universidade da Coruña.

Fecha envío: 10-01-2005

RESUMEN

El artículo revisa las diferencias más significativas que existen entre el Eurocódigo 6 - Estructuras de Fábrica, UNE-ENV 1996-1-1 de junio de 1995, y la versión final (noviembre de 2003) del Código Técnico de la Edificación español en el campo de las estructuras de fábrica en sentido lato, haciendo hincapié en los cambios introducidos en el método de cálculo por asimilación a pórticos y en el método simplificado.

Las diferencias existentes han llevado a comparar numéricamente los métodos propuestos con otros estudiados en trabajos anteriormente realizados, comparación que se refleja en una serie de gráficos.

Palabras clave: estructuras, fábrica, métodos de cálculo.

SUMMARY

The article reviews the most significant differences between Eurocode 6 - Design of masonry structures, EN 1996-1-1 June 1995, and the final version (November 2003) of the spanish Building Technical Code in the field of masonry structures broadly, emphasizing the changes in the method calculation by assimilation porches and in the simplified method.

The differences have led to numerically compare with other proposed methods studied in previous work, compared reflected in a series of graphs.

Keywords: structures, masonry, calculation methods.

En marzo 2004 se remitió a Bruselas la propuesta (segunda versión) del Código Técnico de la Edificación (CTE) como condición previa a su publicación en el BOE. El Código es un conjunto de documentos de carácter normativo que reglamentan los distintos aspectos de la edificación, desde los documentos del proyecto hasta la seguridad estructural y de utilización. Las condiciones de seguridad estructural se plasman en una serie de documentos independientes que se corresponden con los distintos materiales estructurales, si bien la relación no es exhaustiva -faltan estructuras mixtas y estructuras existentes-. En particular, las estructuras de fábrica quedan recogidas en el Documento Básico: Seguridad Estructural. Estructuras de Fábrica (SE-F) [01].

El CTE SE-F es un documento basado en las prescripciones del Eurocódigo Estructuras de Fábrica EC-6 [02], si bien en él se ha introducido un apartado de Durabilidad -quizás la variación más significativa con relación al primer borrador- en consonancia con los criterios fijados al respecto por EHE-98 [03]: CTE SE-F reordena la exposición, realiza correcciones léxicas, elimina ciertos anejos e introduce algunos métodos, precisiones y acotaciones que, aunque no son muy evidentes, tienen repercusiones significativas. Pese a ello, el texto necesita aún una última revisión, empezando por el índice, excesivamente somero para ser operativo.

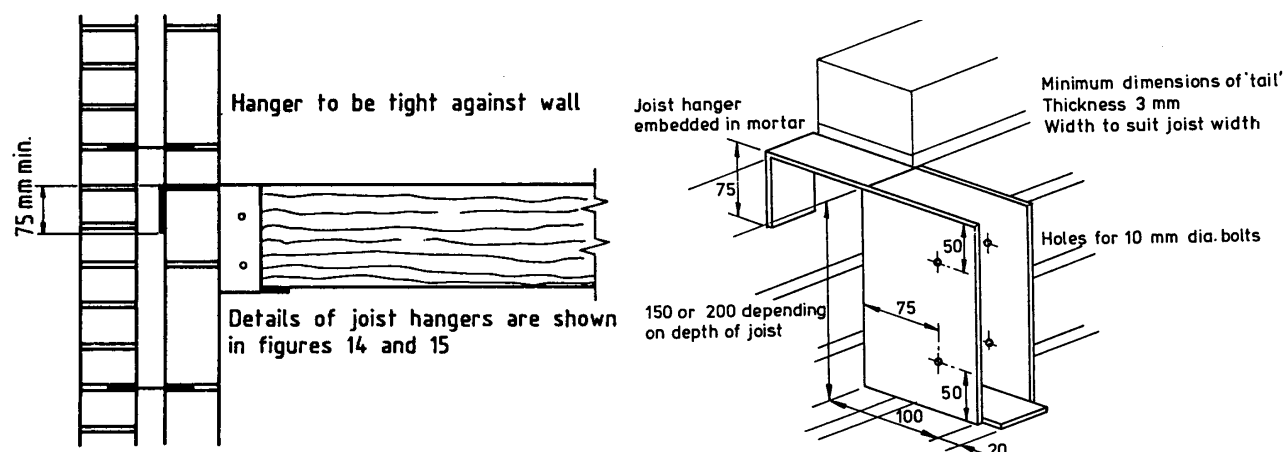
La estructura de la norma -con respecto a la de EC-6- ha sido modificada completamente, dividiéndose en dos partes, la primera referida a las fábricas convencionales y la segunda específica para las fábricas especiales -confinada, armada y pretensada -de acuerdo con el modelo de, entre otras, BS 5628 [04]- formato que, desde nuestro punto de vista, resulta mucho más convincente y de empleo más sencillo.

El ámbito de aplicación de CTE SE-F es más restrictivo que el de EC-6. Éste contemplaba exclusivamente las exigencias estructurales y se excluían los aspectos de resistencia al fuego y los aspectos específicos de estructuras especiales -arcos y cúpulas- y de edificios y obras de ingeniería civil especiales así como edificios existentes; y, como consecuencia de su articulado, quedaban fuera de su aplicación elementos específicos de las estructuras de fábrica -algunos tan usuales como las columnas y machones sometidos a doble excentricidad, véase [05]-: como quiera que EC-6 no proporciona método de cálculo para elementos sometidos a excentricidades según ambos ejes principales de la sección, su aplicación resulta muy difícil para estos elementos, entre los que se encuentran tanto los citados en el texto como la comprobación de un muro que soporte un forjado y que sirva de arriostramiento para un viento transversal, situación de lo más común y que contrasta con la atención prestada a la comprobación de muros con carga de viento perpendicular -muros de fachada-.

CTE SE-F añade a las exclusiones las fábricas de mampuestos, las fábricas en seco y las fábricas con relleno amorfo entre dos hojas de sillares, así como aquellos tipos estructurales que carecen de elementos destinados a asegurar la continuidad entre paredes y forjados (encadenados) dado que, en las condiciones del tipo estructural de referencia, establece que

Los forjados son continuos y solidarios con las paredes mediante encadenados contruados con algún material resistente a la tracción, a la flexión y al cortante (normalmente hormigón armado). Los diversos componentes de los forjados tienen que presentar un comportamiento monolítico (sea a partir de una losa de hormigón colada 'in situ' o de otro procedimiento que tenga los mismos efectos)

De esta forma se limita muchísimo (se elimina en la práctica) su aplicación a estructuras con formados de madera, reinstaurando los criterios sobre el tipo estructural de MV-201 [06] y NBE-FL-90 [07], en flagrante oposición tanto a numerosos ejemplos a lo largo de la historia como a otras normas como BS-5628 [05] cuya filosofía impregna buena parte del eurocódigo -en las figuras, enlace entre muro y forjado mediante cuelgue según BS-5628 (Figuras 13 y 15 de BS-5628)- Se quiere hacer notar además que esta solución de forjado se considera arriostrante, si bien con un coeficiente $D=1,00$ - mientras que a un apoyo como el definido por CTE SE-F se le asigna un valor $D=0,75$ -.



Seguidamente se relacionan, sin ánimo de ser exhaustivo, algunos de los cambios que introduce CTE SE-F con respecto a EC-6 con repercusiones en el tratamiento de cálculo, así como lo que parecen ser erratas heredadas del EC-6.

Distancias aconsejadas entre juntas de dilatación (pág. 10). suscita la aprobación la re-introducción de las distancias aconsejadas entre juntas, si bien la propuesta es una tabla excesivamente somera función exclusivamente de la naturaleza del material que forma las piezas: se ignora tanto la importancia del mortero empleado como la ubicación del edificio. La tabla es realmente muy somera, tanto que, salvo en el caso de las piezas de arcilla, los valores propuestos parecen una traslación de los facilitados por las Normas Tecnológicas. Si se confronta con la tabla 4.1 de NBE-FL-90, en la que se establecían los valores máximos en función de una mínima caracterización climatológica -marítima/continental- y del tipo de mortero, y con valores más amplios la impresión que provoca es confusa: parece una tabla de distancias entre juntas para fachadas no estructurales, soportadas en un sistema estructural externo. La confrontación de la distancia entre juntas propuesta por la tabla con situaciones construidas rechina, especialmente en ciertas zonas -como por ejemplo en Galicia-: la fachada principal del edificio herreriano del Colegio de Nuestra Señora de la Antigua, sita en Monforte de Lemos, orientada al este, construida en sillares de granito con sus aproximadamente 110x15 m son buena prueba de ello.

Cabe recordar que las tensiones térmicas que se producen en una edificio dependerán tanto de las restricciones a su libre dilatación -y, en este sentido, morteros más deformables permiten un mayor juego- como, por supuesto, del material y del salto térmico que experimente el elemento. Y, a la hora de analizar éste, es cuando surgen importantes matices, por cuanto el salto térmico que experimenta un elemento depende no sólo del lugar donde se ubique, sino de su orientación, de su entorno próximo, de su naturaleza, de su espesor y de la protecciones que tenga, como muy bien ha recordado la arquitectura bioclimática [08]. Un claro ejemplo de ello es que incluso dos muestras de material situadas en un ambiente de igual temperatura y expuestas a la misma radiación solar (no digamos ya si la radiación es tan diferente como la que se experimenta en La Coruña y Sevilla) alcanzarán temperaturas muy diferentes función del espesor y, sobre todo, del color, calor específico y densidad del material. El fenómeno es cotidiano y resulta extraño que pese a ello no lo incorporemos a la literatura técnica: cualquiera puede comprobar en una playa gallega cómo la arena, sometida a la radiación solar todo el día, se encuentra tibia, mientras que la chapa del coche, aparcado al sol durante un par de horas, literalmente *quema*. En este sentido, parece conveniente extender los criterios del propio CTE en su apartado DB HE Energía.

Morteros: CTE SE-F introduce una nueva limitación:

5.2.4.2 Para evitar roturas frágiles de los muros, la resistencia a la compresión del mortero no debe ser superior al 0,75 de la resistencia normalizada de las piezas.

Limitación que deja claro que el comportamiento plástico de la fábrica depende del mortero, pero que además vuelve inútil la limitación -heredada de EC-6- de que la resistencia del mortero sea inferior a 2 veces

la de las piezas contenida en 5.3.4.2, prescripción que debería eliminarse.

Categoría de la Ejecución (5.3.2). Se especifican las condiciones para las tres categorías de ejecución A, B, C, que prefijaba EC-6 -y de la cuales únicamente regulaba la B- al tiempo que, en 6.5.2.2.1, se fijan las excentricidades accidentales para el cálculo a pandeo de las categorías A y C -la B estaba contemplada en EC-6-. Se cierra así este apartado, incompleto en EC-6, lo que lleva a la eliminación del Anejo G (informativo) de EC-6, Consideraciones para determinar la categoría de ejecución

Cálculo de dinteles (5.4.3 pág. 30). Se introduce en el código el criterio del efecto arco, presente en la normativa española, pero se elimina la posibilidad de garantizar el empotramiento del dintel, que sí contemplaba NBE-FL-90 y en contra de lo que avalan numerosos ejemplos a lo largo de la historia.

Muros Transversos. Generalidades (6.6.1). A la hora de establecer la longitud de muro arriostrado que puede considerarse como ala del arriostrante, en el texto de CTE-SE figura el valor $h_{tor}/10$ mientras que en EC-6 figura el valor $2.h_{tor}/10$. Dado que en el gráfico se mantiene este valor, se considera que se trata de un error que debe ser rectificado.

Muros de fábrica sometidos a acciones laterales (6.6.3). El apartado figura en EC-6 como el epígrafe siguiente (4.6) a Muros Transversos de fábrica (4.5), mientras que CTE SE-F lo coloca desafortunadamente dentro del epígrafe 6.6 Muros Transversos, como si fuese una situación particular de los muros transversos. Este es, sin duda, un apartado donde aparece la componente política en EC-6 cuando se afirma

NOTA.- En algunos países el cálculo de un muro con acción lateral predominante de viento no es necesario si el espesor del muro proporciona la suficiente resistencia lateral

El apartado además sufre un cambio importante. dado que el apartado de EC-6 se encontraba incompleto, pendiente de la *adecuada teoría* [sobre la determinación del coeficiente "] *que se dará en Documento Nacional de Aplicación.*-y que por supuesto no se dió-.

El método que plantea EC-6 se basa en un comportamiento del muro sometido a cargas transversales - básicamente viento- como una placa anisótropa apoyada en los bordes -muros transversos y forjados- siguiendo el modelo de BS-5628. La caracterización del modelo depende de las variables clásicas de la teoría elástica de placas, proporciones de la placa y los vínculos de los bordes -libre, apoyo simple, empotramiento- a la que se une una tercera para tener en cuenta la anisotropía de la placa : el rateo ortogonal de resistencias características a flexión-. Esta exposición que en otras normas tiene una extensión notable - BS-5628 emplea 5 páginas e incluye tablas de esfuerzos de placas-, se en poco más de una debido en parte a la simplificación en las condiciones de borde que supone la limitación exigida a los forjados - empotramiento- y a asumir un reparto de momentos entre ambas direcciones que cubra $ql^2/8$ dejando fuera cualquier trabajo en momentos negativos. Además, en el epígrafe sobre Resistencias características a flexión de las fábricas (5.3.4.4) se ha introducido la posibilidad de considerar una resistencia a tracción por flexión de la fábrica para solicitaciones perpendiculares a las llagas del 10% de la resistencia a compresión -FL-90 permitía esta consideración sin la limitación de la actuación de las solicitaciones- y -lamentablemente- se han eliminado los gráficos explicativos que aclaran la forma de rotura y el párrafo sobre obtención de las resistencias.

Efecto arco ante acciones horizontales. Este epígrafe es prácticamente una transcripción del correspondiente a EC-6, introduciendo dentro del articulado lo que figuraba como una nota tras un leve retoque: se ha pasado de decir que '*con el conocimiento actual, los muros sometidos principalmente a acciones laterales se calcularán sólo con un arco horizontal, excepto para acciones accidentales*' a decir que '*con el conocimiento actual, es prudente considerar que las acciones laterales se equilibran únicamente mediante arcos horizontales*'. La consideración de arcos verticales u horizontales tiene partidarios y detractores en todas partes, y a la opción de la norma -arcos horizontales- se opone la experiencia de tantos y tantos cerramientos de fábrica con huecos verticales apoyados en los forjados. Quizás por ello no sería malo plantear también un método aproximado para los arcos verticales, como hace BS-5628.

Anejos. Eliminación de los Anejos A (informativo), Factor de Reducción por esbeltez y excentricidad en la altura media de un muro; Anejo B (informativo), Factores de altura efectiva de un muro con tres y cuatro bordes arriostrados -ya que se han introducido en el texto, pp. 38-39; Anejo E (normativo), Método empírico para calcular muros de sótano con empuje de terreno, eliminaciones que -la primera y la tercera- reducen el alcance del método de cálculo propuesto.

Introducción de los Anejos A, Terminología; B, Notación y Unidades; y E, Valores de resistencia característica a compresión de la fábrica, para facilitar la aplicación de las formulaciones propuestas en 5.3.4. De todas formas, resulta cuanto menos chocante que los límites de aplicación de la fórmula correspondiente a juntas ordinarias de morteros convencionales (espesores de juntas comprendidos 8 y 15 mm) se establezcan en el apartado 8.1.5 Detalle de aparejos de fábrica (Apartado éste cuyos gráficos -en lo tocante al ladrillo macizo- son mucho más claros en EC-6) y no en el propio 5.3.4.2, Resistencia característica a compresión.

Resistencia a compresión de la fábrica. En su apartado 5.3.4.2 CTE SE-F (y EC-6) diferencia entre 5 situaciones distintas para la estimación de la resistencia característica a compresión de las fábricas:

1. Fábrica con mortero ordinario con junta extendida a todo el grueso (sin/con suturas)
2. Fábrica con mortero de junta delgada
3. Fábrica con mortero ligero
4. Fábrica con llagas a hueso
5. Fábrica con tendeles huecos Piezas grupo 1 / Piezas Grupos 2a y 2b.

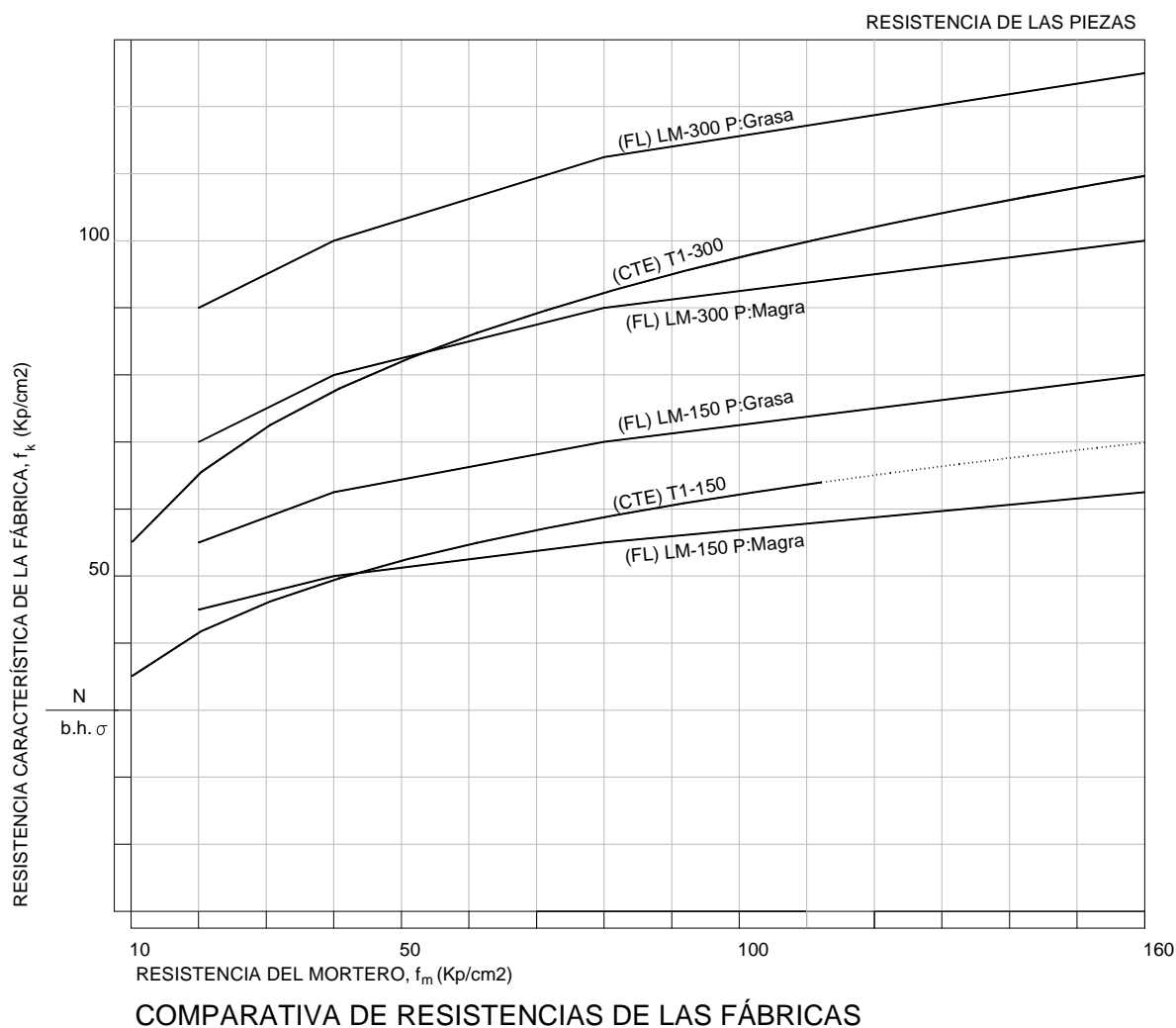


Figura 3 Resistencia de fábricas de ladrillo macizo

Esta relación, si bien no es exhaustiva -existen casos que no se cubren-, sí facilita valores para la mayoría de casos prácticos. Además, los tres últimos apartados no estaban recogidos en la normativa española anterior, de tal forma que sólo los dos primeros tenían acomodo en FL-90.

En lo tocante a las fábricas con juntas totalmente llenas y mortero de densidades normales, FL-90 hace depender la resistencia de la fábrica de 5 parámetros: tipo de piezas y resistencia de éstas, piezas, resistencia del mortero y consistencia de éste y espesor de juntas, mientras que EC-6 y CTE SE-F eliminan la variable de plasticidad de las piezas. Si bien posiblemente las distinciones de plasticidad que incluye la norma no se correspondan con la realidad constructiva de muchas zonas de la geografía española, el cambio parece demasiado brusco: quizás fuese interesante revisar el criterio de BS-5628 en la que las resistencias de las fábricas son función del tipo de mortero, pero el tipo no se caracteriza exclusivamente por su resistencia a compresión, sino también por el empleo o no de plastificantes -lo que es una mínima consideración de la plasticidad-. El criterio de espesor de juntas también se modifica: CTE establece dos grupos, un primer grupo que designa de *junta fina* con espesores de hasta 3 mm -lo cual deja fuera a las fábricas de sillería con espesores de junta sobre los 4 mm- y un segundo de *junta normal* con espesores comprendidos entre 8 y 15; mientras FL-90 plantea tres grupos -espesores inferiores a 10 mm, comprendidos entre 10 y 15 mm y superiores a 15 mm-. Los criterios son tan dispares que sólo se ha considerado comparable el del grupo de espesores normales. Si bien el grupo de junta fina parece afortunado, quizás su espesor debiera reconsiderarse en función del grano de la pieza: para un granito -piedra con grano considerable, una junta de 4 mm experimenta sin duda efectos de zunchado cuanto menos similares a un ladrillo con 3 mm de junta-.

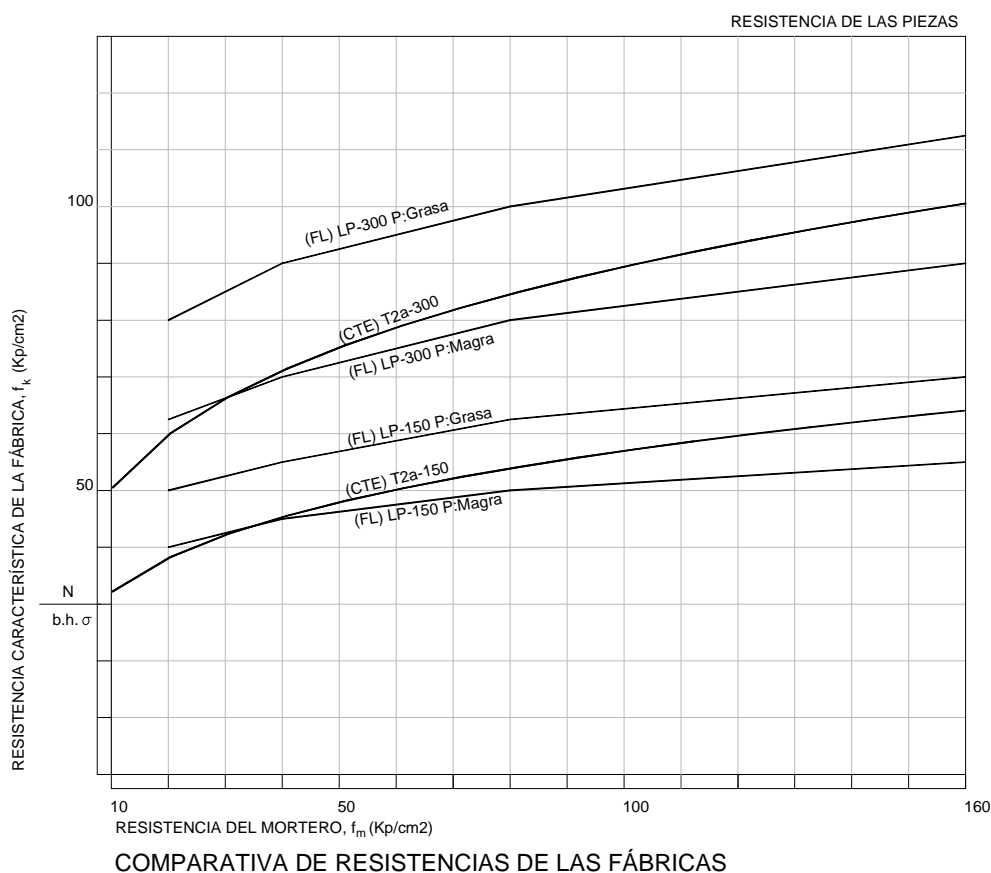


Figura 4 Resistencia de las fábricas de ladrillo perforado

En lo tocante a los valores de resistencia propuestos, el cambio de consistencia grasa a magra en FL-90 resulta equivalente a descender un escalón en la resistencia de las piezas. Los valores de resistencia que facilita FL-90 son mucho más altos que los de CTE en el caso de fábricas realizadas con ladrillo hueco, más altos en ladrillo macizo e intermedios en perforado. Sorprende esta reducción de valores por cuanto, a decir de sus redactores, los valores de FL-90 (tomados de MV-201 1972) estaban basados en una amplia experimentación.

Además EC-6 proporciona un rango de valores más dilatado, desde menores valores de mortero (M-1 Mpa). CTE restringe este rango al establecer el límite de resistencia del 75% para el mortero -a la diferencia entre estos criterios corresponde las zonas punteadas de los gráficos-. Las Figuras 3, 4 y 5 ilustran los comentarios anteriores

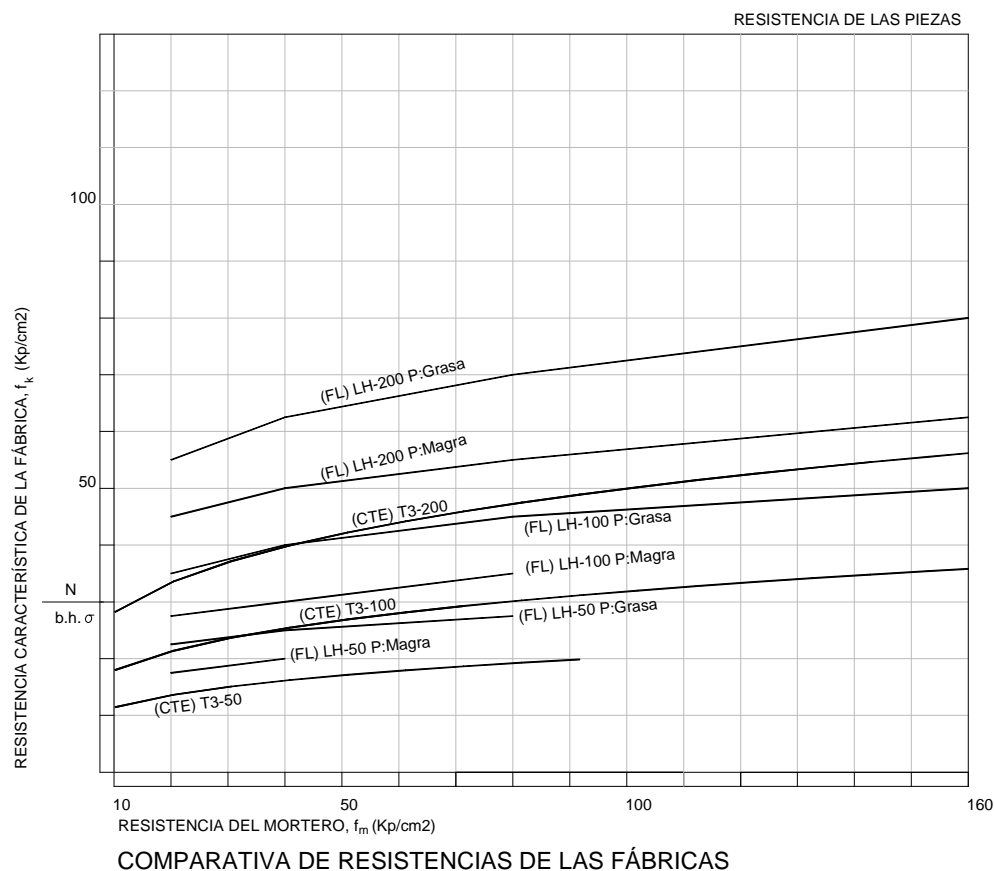


Figura 5 Resistencia de las fábricas de ladrillo hueco

De forma consciente he dejado para el final de la relación un par de novedades que introduce CTE-SE-EF. Se trata de una serie de ¿precisiones? introducidas en los apartados 6.2 *Métodos de cálculo de esfuerzos* y 6.5 *Muros de Fábrica sometidos predominantemente a cargas verticales*.

La modificación del apartado 6.2 *Métodos de cálculo de esfuerzos* tiene que ver con la excentricidad con la que se aplica la carga sobre el muro de carga. EC-6 plantea, en el Anejo C, normativo -anejo que se mantiene en CTE-EF-, dos métodos alternativos para el cálculo de esta excentricidad: el *método de análisis por pórticos de sustitución* y el *método de análisis de nudo a nudo*, métodos ambos que admiten secciones no fisuradas y comportamiento elástico de la fábrica, y de los que exclusivamente detalla el segundo, dejando el método de pórticos de sustitución sobreentendido con los problemas que de ello se derivan. En la referencia [09] se pasa revista a éstos y otros métodos para el cálculo de las excentricidades de aplicación de la carga sobre el muro y se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos, del cual se desprende que los métodos propuestos por EC-6 conducen a excentricidades muy altas. Sobre todo el método de análisis de Pórticos de Sustitución de EC-6, si bien conduce a gráficas de trazado creíble, proporciona valores de excentricidades excesivamente altos, especialmente en lo que se refiere al dintel superior.

Hablando del método de nudo a nudo se indicaba además que, con la formulación de EC-6, sólo se podrían analizar situaciones en donde no hubiese alteraciones en el eje del muro y la entrega fuese completa, ya que en otro caso la formulación propuesta no garantiza el equilibrio del nudo. Quizás por las objeciones que se plantearon a EC-6, CTE SE-F detalla la forma en que se debe abordar el cálculo de los pórticos de sustitución, diferenciando entre la actuación de la carga vertical y la horizontal. En el apartado 6.2 *Métodos de cálculo de los esfuerzos* y ante la acción de la carga vertical se señala que

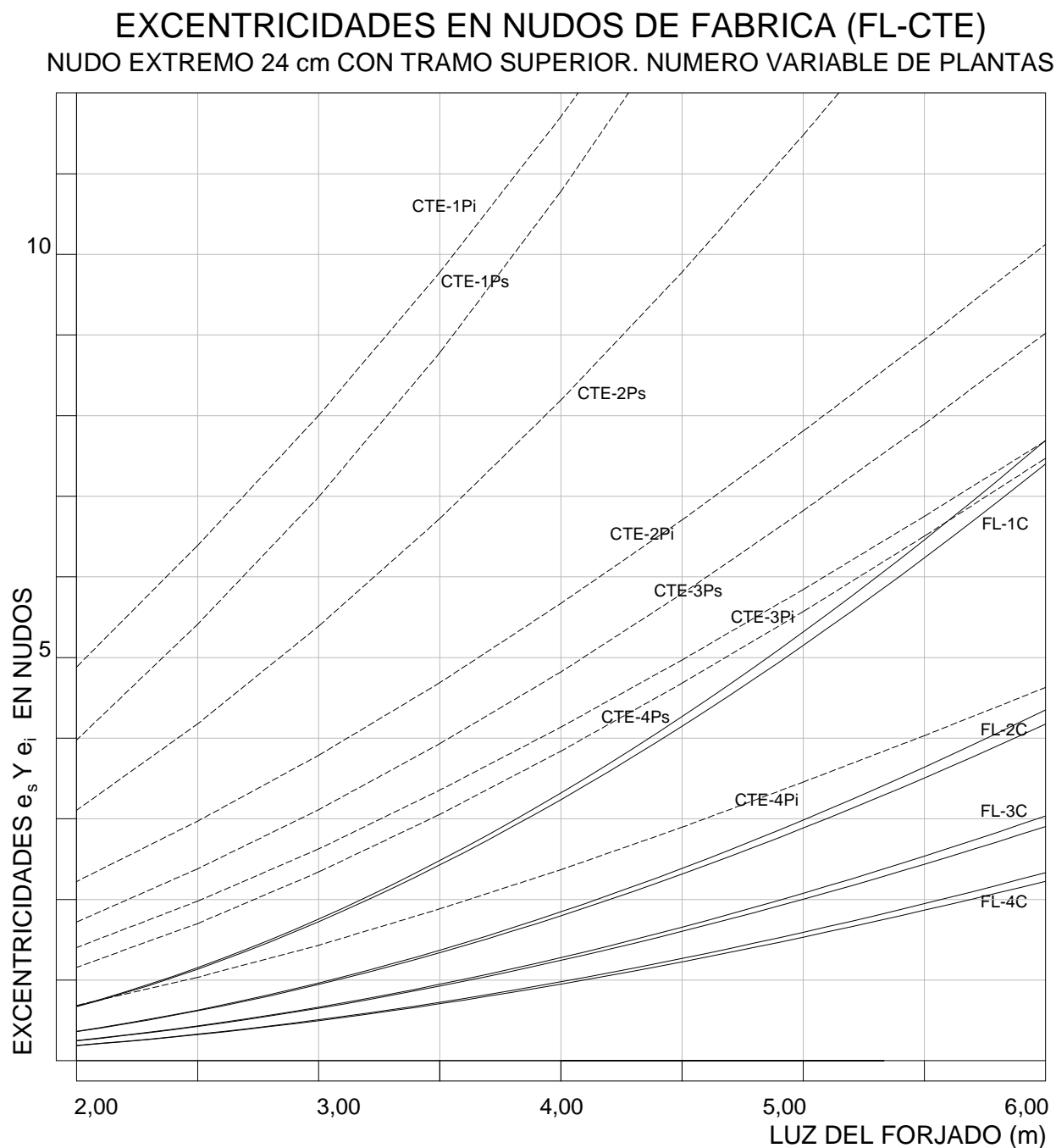


Figura 6 Excentricidades en nudos extremos según FL-90 y CTE SE-F

1. La determinación de esfuerzos se realizará de acuerdo con los métodos generales de análisis estructural, utilizando modelos planos o espaciales.
2. En la gran mayoría de los casos, para el análisis a carga vertical, es suficiente plantear una estructura constituida por elementos de profundidad unidad, en la cual los muros y los forjados son sustituidos por barras con sus mismas características geométricas y de deformación, formando pórticos de sustitución que idealizan la estructura para su cálculo utilizando modelos planos.
3. Cuando, al variar el grueso de dos muros superpuestos, no exista coincidencia entre los ejes de ambos, se considerará que los ejes son coincidentes pero en el nudo se introducirá un momento, en el sentido que corresponda, igual a la carga multiplicada por la distancia entre ejes.
4. En general, los nudos de los pórticos de sustitución serán considerados como rígidos, por su causa la fábrica estará solicitada por cargas verticales, horizontales y por momentos, estos últimos se

EXCENTRICIDADES EN NUDOS DE FABRICA (EC6-CTE)

NUDO EXTREMO 24 cm CON TRAMO SUPERIOR. NUMERO VARIABLE DE PLANTAS

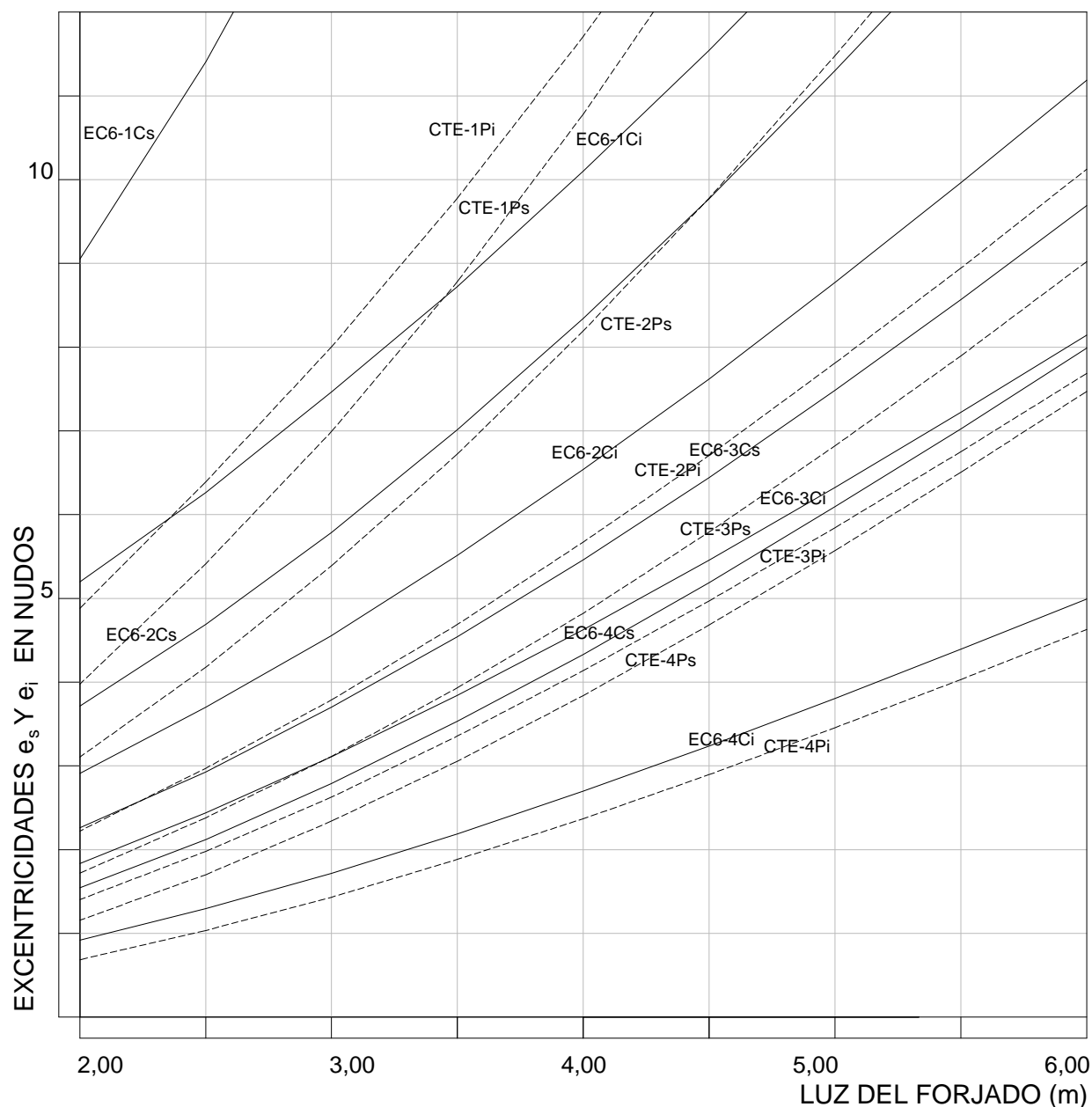


Figura 7 Excentricidades en nudos extremos según EC-6 y CTE SE-F

pueden calcular mediante el procedimiento simplificado del anejo C de esta primera parte del DB.

5. Cuando los nudos puedan girar libremente, tales como los de la parte superior de los pórticos de substitución, serán considerados como rótulas en el modelo de cálculo y los forjados se apoyarán sobre los muros con una excentricidad fija, igual a:

1. en el caso de muros extremos e_s ó $e_i = 0,25 t$ (véase figura 6.1 a),
2. en el caso de muros interiores e_s ó $e_i = 0,25 t (N_i - N_d) / (N_i + N_d)$

(véase excentricidades e_s y e_i del apartado 6.5.2.3); siendo

t el grueso del muro

N_i el cortante del forjado izquierdo

N_d el cortante del forjado derecho

EXCENTRICIDADES EN NUDOS DE FABRICA

NUDO INTERMEDIO 24 cm CON TRAMO SUPERIOR. NUMERO VARIABLE DE PLANTAS

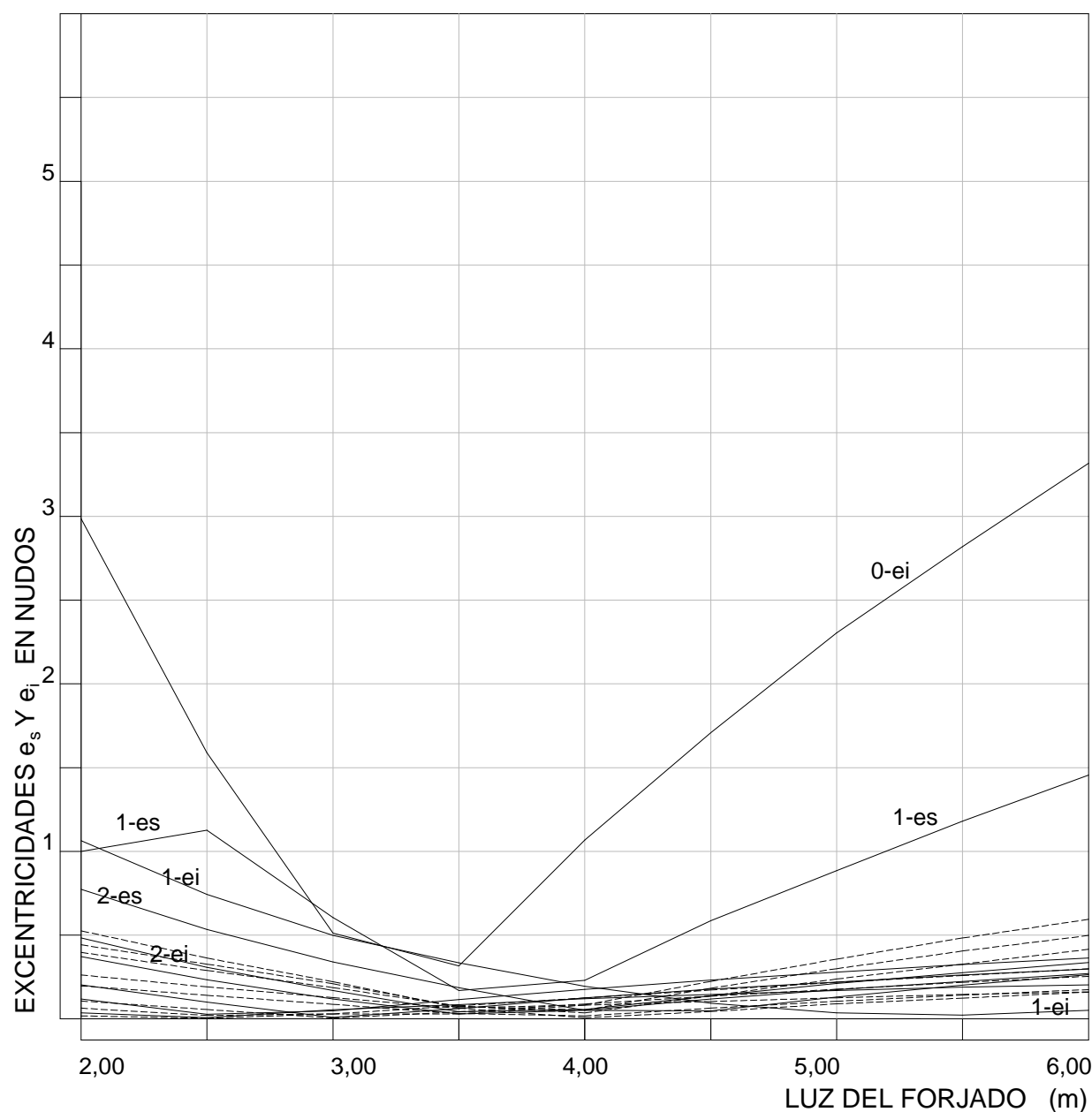


Figura 8 Excentricidades de nudos intermedios según EC-6 y CTE SE-F

Además al final de punto 6 de este apartado se indica

Como sea que la unión entre la pared y el forjado suele ser menos rígida de lo que se supone en el modelo elástico, los momentos calculados para los muros se pueden afectar por un coeficiente C_f , de "menor continuidad" de valor inferior o igual a 1, incrementando, en consecuencia, los momentos de vano de los forjados.

Se puede utilizar la expresión (véase anejo C de la primera parte de este DB):

$$C_f = (1 - k / 4) \quad (6.1)$$

siendo

k = Suma de la rigidez a flexión de los forjados que acuden al nudo partida por la suma de la rigidez a flexión de las paredes del mismo nudo. El valor no debe ser mayor que 2.

En las situaciones más habituales donde los forjados cumplen estrictamente con las condiciones de flecha especificadas en la norma EFHE y para los cálculos más comunes se proponen los siguientes valores de C_f :

- Para paredes de ladrillo de hasta 0,19 m de grueso $C_f = 0,5$.
- Para paredes de bloque cerámico de hasta 0,29 m de grueso $C_f = 0,85$ ó $0,65$ según sea pared extrema o central, respectivamente.

(Las reproducciones anteriores, sin ser imprescindibles, pretenden facilitar al lector la lectura de este texto)

El método queda formulado de esta forma como un cálculo plano de un pórtico rígido, donde el dintel superior normalmente se considerará articulado y sometido a unas excentricidades fijas -que son ni más ni menos las que establecía NBE-FL-90 para los dinteles superiores **con entrega completa** (¿qué ocurre cuando ésta no lo es?)- y dónde, debido a que realmente no se puede considerar como rígido el nudo, se multiplicarán por un coeficiente reductor los momentos obtenidos, ya tratado en la referencia [09]. Los puntos 3 y 5 considerados conjuntamente permiten resolver los ejemplos de no aplicabilidad del método que se planteaban en la Figura 11 de la referencia anterior, pero el punto 3 -momento introducido por cambio del eje del muro- conduce a una discusión similar a la que se produce en la idealización de los pórticos de hormigón armado al variar el ancho del pilar. De todas formas, queda la duda de si se puede considerar la rigidez del nudo de forma independiente a la extensión del apoyo del forjado, esto es, a la existencia y tamaño del recubrimiento del frente de forjado, esto es a las situaciones de Nudo Extremo con recubrimiento que estudiaba NBE-FL-90.

Ha parecido de interés contrastar las repercusiones de las precisiones introducidas en el método con los análisis realizados en la referencia anterior. Para ello se definió el mismo pórtico estudiado anteriormente, un pórtico rectangular de nudos rígidos empotrado en cimentación que se han analizado por métodos matriciales. El pórtico está formado por cinco vanos iguales y cinco alturas, todas de 3 m. Las luces de los vanos se han variado entre 2 y 6 m, con incrementos de 50 cm. Las uniones de los muros con el dintel superior se han supuesto articuladas, y se han multiplicado los momentos obtenidos en el resto de los nudos por el *Coeficiente de menor continuidad* establecido en CTE SE-F. Se ha considerado una carga total de 700 kg/m², situación usual, con una sobrecarga de uso de 200 kg/m². Como forjado se ha tomado un forjado de 22+4 con intereje de 70 cm y vigueta de 12 cm de ancho. Las luces del forjado se han variado entre 2,00 m y 6,00 m en intervalos de 10 cm. La fábrica se ha supuesto de ladrillo perforado, con un peso específico de 1.500 kg/m³ de acuerdo con NBE-AE-88 [10]. Los vanos se han supuesto cargados uniformemente con la carga descrita anteriormente, mientras que el peso del muro se ha representado mediante una carga puntual aplicada a la mitad de la altura del tramo. Se ha supuesto una faja de un metro de ancho, tomando el muro con una inercia derivada de una sección rectangular y el forjado correspondiente a una sección en T.

En lo tocante a los resultados obtenidos, para el dintel superior son válidas las mismas reflexiones y conclusiones que en [09] se establecían para NBE-FL-90, a las que se suma la objeción derivada de la ausencia de consideración del revestimiento.

En lo tocante a las excentricidades que afectan en los *Nudos Intermedios Extremos*, el método de cálculo propuesto conlleva excentricidades muy superiores a las que se derivan de la NBE-FL-90 -utilizada como referencia-, Figura 6, y por supuesto, muchísimo mayores que las derivadas de BSI 5628 Part 1. Significa unas excentricidades menores que las obtenidas por aplicación del método de los pórticos de EC-6, pero la mejora en relación al método del Eurocódigo no es suficiente: incluso existe un caso, la excentricidad que se produce bajo el apoyo del segundo dintel, en que resulta ser superior a la de EC-6 como consecuencia de la articulación del dintel de coronación: ello se traduce que en el entorno de 4,5 m de luz de forjado la excentricidad resultante sea igual a la mitad del espesor, y por lo tanto se anula su capacidad resistente - Figura 7-. En ambos casos los valores resultantes de CTE SE-F se han representado a trazos.

En el caso de los *Nudos Intermedios Interiores* el método propuesto conduce a excentricidades menores que el de EC-6, pero en todo caso de pequeña magnitud, con valores que sólo en situaciones extremas superan los 5 mm -Figura 8-

Otro tema a analizar es el valor del Coeficiente de Menor Continuidad. En la serie de pórticos estudiados, para los nudos exteriores este valor osciló entre 0,723 (luz= 2,00 m) y 0,91 (luz l= 6,00 m) -para l= 3,00 m el valor fue 0,816- y entre 0,50 (luz= 2,00 m) y 0,816 (luz l= 6,00 m) con un valor de 0,631 para l= 3,00 m en el caso de los nudos interiores. Estos valores muestran la variabilidad del coeficiente y llevan a sospechar que los valores propuestos no sean muy rigurosos.

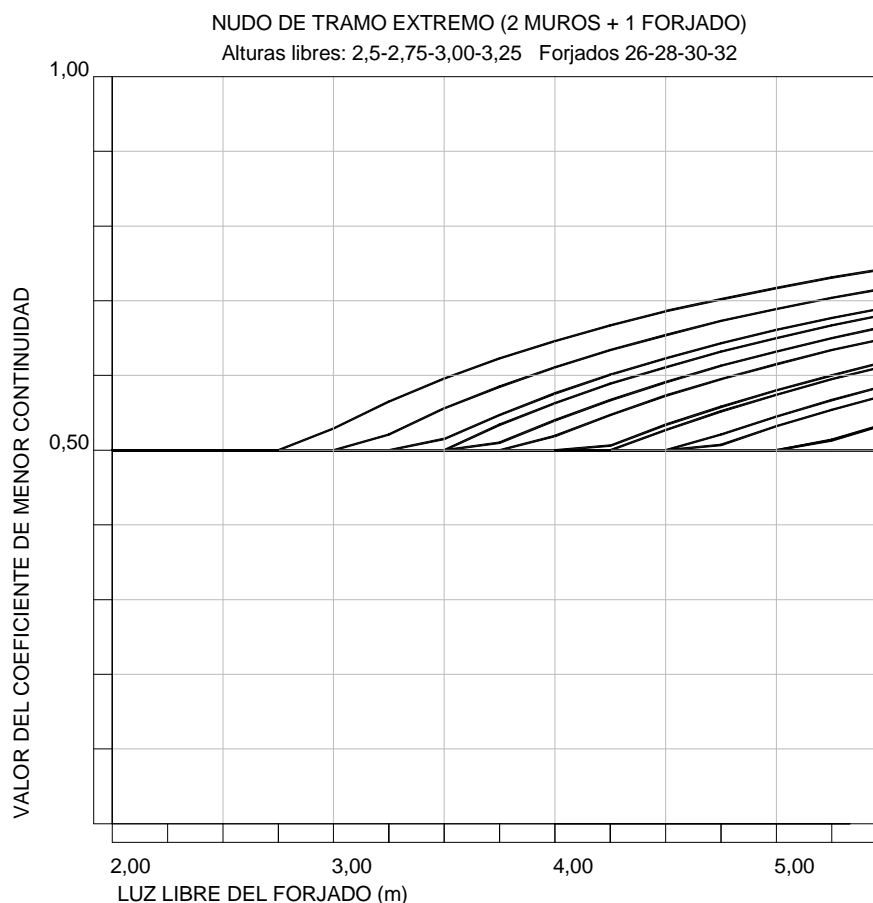


Figura 9. Coeficiente *C* de muro extremo con klinker de 14 cm

El estudio específico lleva a pensar que los valores indicados no son todo lo rigurosos que debieran. Para *‘las situaciones más habituales donde los forjados cumplen estrictamente con las condiciones de flecha especificadas en la norma EFHE [si son de mayor rigidez, el coeficiente de menor continuidad se reduce]y para los cálculos más comunes’* CTE SE-F propone un valor $C_f = 0,5$ -valor mínimo que posible- para el caso de muros de ladrillo de hasta 19 cm de grueso. Si este es un valor adecuado con ladrillos cerámicos de

las dimensiones métrica y catalana y resistencias inferiores a 25 Mpa, no se debe olvidar que dentro de este epígrafe se incluyen también los silicocalcáreos y también los denominados comercialmente klinker gres: en estos casos, las resistencias de las piezas son muy superiores, de 35 Mpa a 70 Mpa, y además, en el caso de los silicocalcáreos existen una mayor gama de formatos -con gruesos de 17 cm -, circunstancias que conducen a valores calculados del coeficiente de menor empotramiento más altos que el propuesto por la norma para la situación de nudo extremo, como se puede comprobar en el gráfico adjunto [Figura 9], que corresponde a la situación de un nudo extremo con muros de klinker de 14 cm y 40 Mpa..

En el caso de los muros de bloque cerámico (piezas del grupo 2b) un primer problema puede ser disponer datos de la resistencia de las piezas: si la resistencia de las piezas es un dato que no se incluye en mucha de la documentación comercial, el problema es más oscuro porque de acuerdo con lo establecido 5.3.4.2.5.c (apartado que debiera corregir su designación, por cuanto el apartado b afecta exclusivamente al apartado a y no debiera desgajarse de él), la resistencia a compresión de la pieza se obtendrá

En ensayos según la norma EN 772-1, realizados sobre piezas preparadas con bandas de mortero no más anchas de las que se emplearán en la fábrica

lo cual obliga a que en la documentación técnica figure la resistencia de las piezas obtenida no sólo con junta llena, sino con diferentes situaciones de tendel hueco. Con esta dificultad se supone a los bloques cerámicos una resistencia de 10 Mpa y de 7,5 Mpa, valores ambos que figuran en la documentación de este producto.

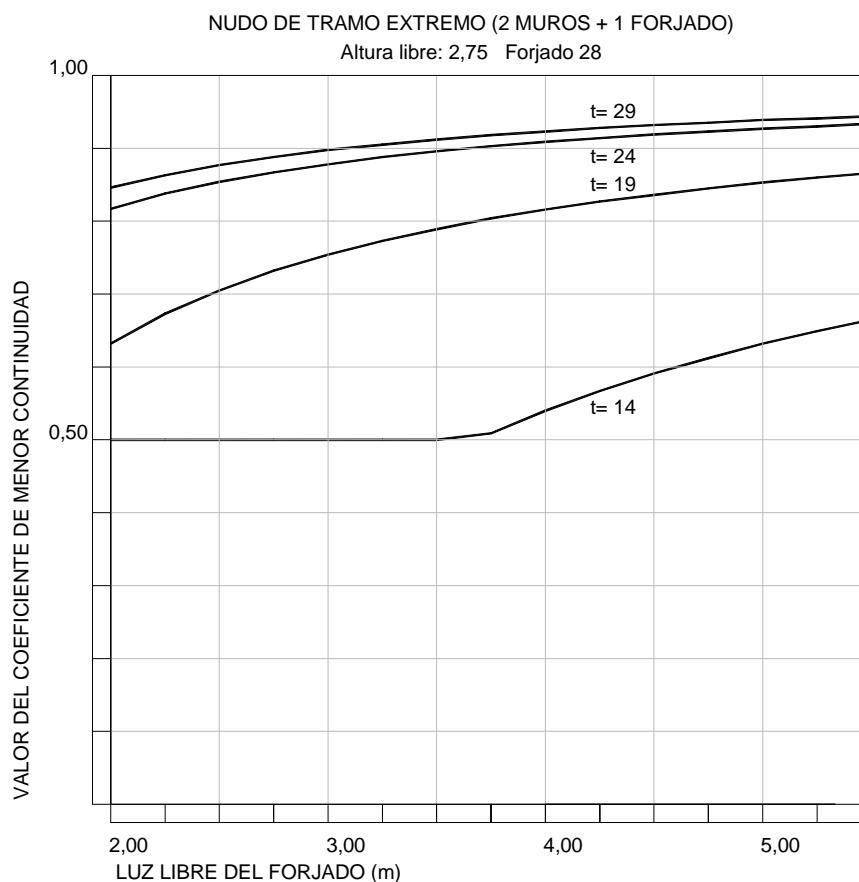


Figura 10 Coeficiente C: nudos extr. muros de bloque cerámico 10 Mpa

Los valores asignados por la norma al coeficiente de menor continuidad para muros de bloque cerámico con espesor hasta 29 cm (0,85 para tramos extremos, 0,60 para intermedios) no casan demasiado bien con los que se derivan del cálculo: de éste se deriva una notable dispersión en el valor resultante, con situaciones

que se quedan en 0,5 -suponiendo una resistencia del mortero mitad de la de las piezas, nudos intermedios y extremos con muros de 14 y 19 y 7,5 Mpa de resistencia de las piezas, muros intermedios de 14 con piezas de 10 Mpa- hasta situaciones con valores superiores a 0,90.

Para ello se calcularon los resultados del coeficiente correspondientes a nudos intermedios y extremos, supuesto un forjado unidireccional de hormigón armado (in situ) con cantos de 26, 28, 30 y 32 cm supuesto un espesor de la capa de compresión de 4 cm y calculando la inercia como sección en T -alguno de los valores de los cantos se justifican por aislamiento acústico-. La luz libre de los forjados se varió entre 2,00 y 5,50 m. La altura libre de los muros se supuso de variable de 2,5 - 2,75 - 3,00 - 3,25 m, suponiendo la resistencia de las piezas indicada en cada caso y una resistencia mitad para el mortero, y calculando la resistencia del muro de acuerdo con la ecuación 5.1 de CTE SE-F. Para el cálculo de las rigideces se partió de los módulos secantes de deformación definidos por EHE-98 y CTE SE-F. Los resultados obtenidos se han plasmado en una serie de gráficos, que dan fe de que el ajuste entre los valores propuestos por CTE SE-F y los derivados del cálculo no es bueno: si se consideran adecuados los valores propuestos, debería complementarse con los valores pertinentes para otros tipos de fábrica.

Las [Figura 10 y 11] ejemplifican el comportamiento encontrado

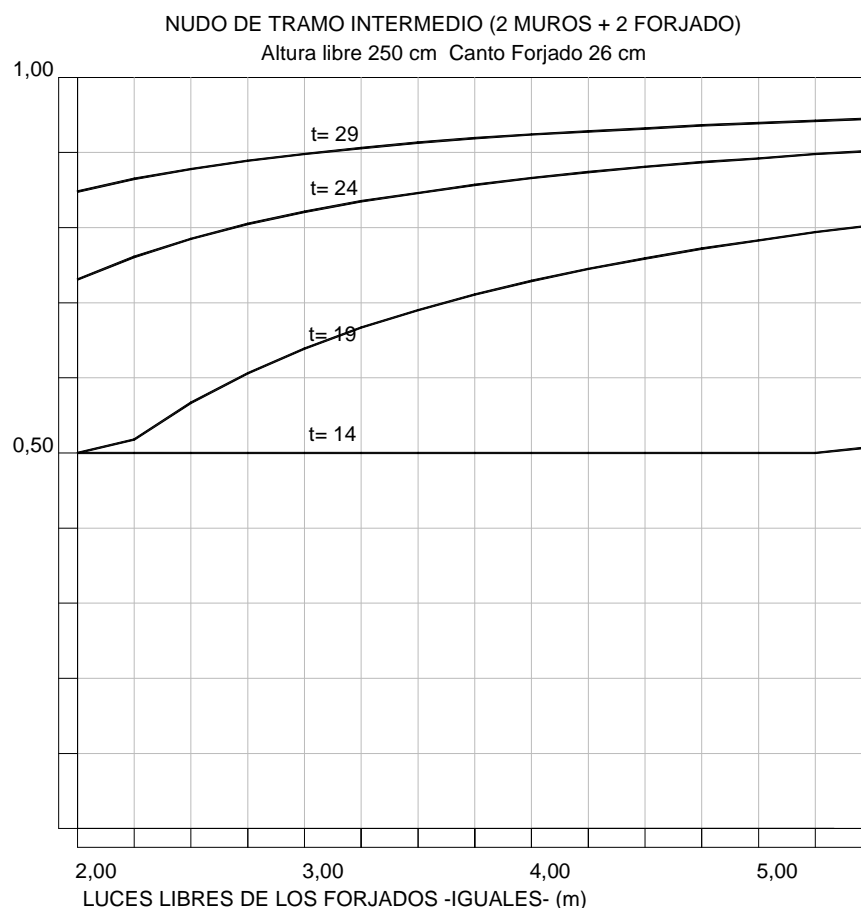


Figura 11. Coeficiente C: nudos int. muros bloque cerámico de 7,5 MPa

Complementos cálculo de muros por pórticos.

Pero la modificación de mayor calado es el método aproximado que se introduce de rondón al final del apartado 6.5.2.3.1 *Excentricidad total e_{mk}* -y que figuraba en un Anejo en la primera versión, si bien con condiciones de aplicación ligeramente diferentes-. Su tenor literal es el siguiente:

En el caso de edificios de paredes de grueso inferior a 0,19 m, no más altos de 3 plantas, de un máximo de 3 metros de altura cada una de ellas, con unas luces de forjados no superiores a 6 metros, sin rozas, con una dimensión mínima de los elementos de carga de 0,45 m., con ventanas de ancho inferior a 2 metros y con paredes de arriostramiento separadas no más de 30 veces el espesor del muro al que arriostran, se puede utilizar un único valor del factor de reducción del grueso:

$$\Phi' = 0,85 - 0,0011 (0,75 h_{ef} / t_{ef})^2$$

y en el caso en que el forjado no apoyara sobre la totalidad del grueso:

$$\Phi' = (t / t' - 0,15) - 0,0011 (0,75 h_{ef} / t_{ef})^2$$

donde, t' es la longitud de apoyo, no menor que 2 t / 3.

Si el valor de Φ' fuera inferior a 0,2 se reconsiderarán las soluciones constructivas.

Lo primero que se puede decir es que el método, por su trascendencia, bien debiera contar con un epígrafe propio que su rápida localización. Da la impresión, además, que se han deslizado algunas erratas tipográficas. Una de ellas es bastante obvia: si, en la expresión de la entrega parcial, se asigna a la longitud del apoyo el valor $t' = 2 t / 3$, el valor resultante para el primer paréntesis alcanza el valor 1,35 -compárese con el 0,85 de la entrega completa- y el factor reductor M (inferior a la unidad) se convierte en multiplicador (superior a 1).

Como es sabido, la comprobación de un muro de fábrica según EC-6 y CTE SE-F viene dada por la expresión

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \Phi \frac{b \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m}$$

expresión que engloba una doble comprobación:

1. De resistencia, en la coronación y pié del muro, con $\Phi' \Phi_i$ (ó $\Phi' \Phi_s$)
2. De pandeo, en el quinto central de la altura del muro, con $\Phi' \Phi_m$

En el primer caso el código establece dos secciones a considerar, coronación y pié de muro, puesto que parte de la hipótesis de que en ambas secciones la carga no se encuentra centrada, esto es, existe una excentricidad en la aplicación de ésta. Para la sección superior del tramo se expresa como

$$\Phi_s' = \left(1 + \frac{2 \cdot e_s}{t}\right) \quad \text{siendo} \quad e_s' = \frac{M_s}{N_s} \% e_{hs} \% e_a \leq 0,05 \cdot t$$

correspondiendo a

- M_s Momento flector de cálculo en la cima -o, en su caso, en la base- del muro, resultante de la excentricidad de la carga del forjado
- N_s Carga vertical de cálculo en la cima -o, en su caso, en la base- del muro
- e_{hs} excentricidad debida a las acciones horizontales en cima -o, en su caso, en la base- del muro según sea la sección de muro comprobada
- e_a excentricidad accidental dependiente de la categoría de ejecución considerada (A, B ó C)

En el segundo caso, la comprobación por pandeo se realiza para una sección situada en el quinto central de la altura del tramo considerado de acuerdo a la siguiente nomenclatura -expuesta en el EC-6 Anexo A, anexo eliminado en CTE SE-F lo que obliga a recurrir al gráfico que acompaña la norma-

$$\Phi_m' = \left(1 + \frac{2 \cdot e_{mk}}{t}\right) e^{\frac{u^2}{2}} \quad \text{siendo} \quad e_{mk}' = e_m \% e_k \leq 0,05 \cdot t$$

correspondiendo e_m a la excentricidad por flexión y e_k a la debida a la acción combinada del pandeo y la fluencia, esto es respectivamente,

$$e_m' = \frac{M_m}{N_m} \% e_{hm} \pm e_a \quad y \quad e_k' = 0,002 \Phi_4 \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$$

e es la base de los logaritmos neperianos y el factor, en su forma más general, se expresa como -EC-6 Anexo A-:

$$u' = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}}{0,73 + 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \leq 0,063$$

Nótese que EC-6 y CTE SE-F establecen tres comprobaciones para el tramo -dos de resistencia, una de pandeo-, comprobaciones que se reducen a una -y sin necesidad de cálculo previo de las excentricidades- de acuerdo con el método simplificado propuesto.

Como se ha señalado, el método simplificado se proponía en el Anejo 8 de la primera versión del CTE SE-F [11], si bien con unas condiciones de aplicación ligeramente diferentes. Este Anejo proponía como valor de M

$$M = 0,85 - 0,0011 (h_{ef}/t_{ef})^2$$

siendo $h_{ef} = D.h$. Para la situación de arriostramiento que se contempla en la versión final de CTE SE (forjados con comportamiento monolítico con los muros sobre los que apoyan, con enlace mediante encadenados) y en las condiciones de aplicación del método (paredes de arriostramiento separadas no mas de 30 veces el espesor del muro al que arriostran) se proponía el valor de $D = 0,75$. Se proponían además otros valores para otras situaciones de arriostramiento, como el valor $D = 1,00$ para forjados no solidarios, pero las limitaciones introducidas en el ámbito de CTE SE y en las condiciones de aplicación del método las volvieron inoperantes.

En estas condiciones, el valor que se desprende del Anejo para la situación de arriostramiento propuesta en CTE para M resulta ser

$$M = 0,85 - 0,0011 (0,75 . h / t_{ef})^2$$

expresión que deja clara la doble errata que contiene el documento final, de tal forma que las expresiones que debieran aparecer son la anterior y

$$M = (t' / t - 0,15) - 0,0011 (0,75 h / t_{ef})^2$$

para el caso de forjados con entrega inferior a $2.t/3$, expresión que no aparecía en la primera versión de CTE SE-F

En las expresiones anteriores de M , el primer sumando recoge la excentricidad de aplicación de la carga mientras que el segundo añade una reducción a la capacidad portante del muro en razón a la esbeltez de éste. Asignar al segundo sumando -el paréntesis- el valor cero permite obtener la excentricidad mínima que se considera en el cálculo,

$$\Phi' (1 + \frac{t}{t'}) \geq 0,85, \text{ de donde se desprende inmediatamente } e' \geq 0,075.t$$

-compárese este valor con los obtenidos en la referencia [09]- Esta comparación revela su relación con los valores resultantes de BS 5628. De hecho, esta norma establece como valor de la excentricidad de pandeo - e_k de acuerdo con la notación de CTE SE-F, e_a de acuerdo con BS 5628 - el valor

$$e_k' = \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 + 0,015 \right] t$$

Para la situación de arriostramiento indicada en CTE SE-F, $h_{ef} = 0,75.h$. BS 5628 establece una doble comprobación, de resistencia y de pandeo, pero para la comprobación de resistencia se supone exclusivamente la existencia de excentricidad en la parte superior del muro -se considera nula en pie-, de tal forma que la excentricidad para la comprobación del muro resulta ser la mayor de

$$\max (e_s ; 0,6.e_s \% e_k)$$

Y, para excentricidades superiores a $0,05.t$ -mínima que considera CTE SE-F-, la respuesta de la estructura se evalúa con la expresión

$$1.1 \left(1 + \frac{2.e}{t} \right) \left(t \frac{f_k}{\gamma_m} \right)$$

Una aproximación nos permite transformar la expresión como

$$1.1 \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 + 0,015 \right] \cdot 1.1 \left[\frac{1}{1000} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \right] \cdot 0,0011 \left(\frac{0,75.h}{t_{ef}} \right)^2$$

expresión que es la que figura en el método propuesto.

Nótese que el método simplificado propuesto parte de la base de BS-5628, norma que asume un criterio de excentricidades consideradas en el cálculo muy distinto al considerado por EC-6 y CTE SE-F -y antes, FL-90...- si en el criterio de EC-6 y CTE SE-F las excentricidades de pie y cabeza de muro se suponen ambas diferentes y distintas a 0, según el criterio de BS-5628 se parte de considerar nula la excentricidad de la base. Ello implica que el método simplificado adopta un criterio opuesto al del método general, lo que no semeja consecuente.

En la referencia [12] se realiza un estudio comparativo del tratamiento del pandeo y un análisis de los resultados obtenidos mediante la aplicación de diversos métodos (método de NBE-FL-90 (antigua MV-201-72), método de Lahuerta, método de EHE-HM y método del Eurocódigo EC-6) en tres casos:

- Muro de fábrica de ladrillo 24 cm de espesor, 3 m de altura y una separación base de arriostramientos de 4,5 m -pequeña esbeltez, en el entorno de 8-
- Muro de fábrica de ladrillo de 12 cm de espesor, 3 m de altura y una separación base de arriostramientos de 4,5 m -esbeltez de cierta consideración, en el entorno de 16-
- Muro de 12 cm de espesor, 4,5 m de altura y una separación base de arriostramientos de 6 m - caso de esbeltez muy elevada, en el entorno de 24-

Dentro de los estudios realizados en el segundo caso, se analiza la situación de un muro cuya separación de arriostramientos fuese de 3,00 m, situación para la que sería aplicable el método simplificado antes expuesto. Se pensó por lo tanto completar los gráficos incluidos en la referencia citada añadiendo los resultados que derivan del método simplificado comentado. Hay que señalar que los gráficos del método simplificado son independientes de cuestiones como el Módulo de deformación, la resistencia de la fábrica, el tipo de ésta... que sí afectan al método de EC-6.

Los resultados de estos cálculos se plasman en la [Figura 12], cálculos a los que se ha añadido el de BS-5628. Debe entenderse que, dado que la excentricidad en base correspondiente a este método es nula, la curva facilita la excentricidad equivalente de pandeo en función de la excentricidad en cabeza -se ha escogido este criterio de comparación ya que permite relacionar con gran facilidad la excentricidad de las cargas y la final a emplear en el cálculo-. Se comprueba además que, con este método y en este caso, sólo se incrementa la excentricidad de cálculo para excentricidades inferiores a 2,5. El método simplificado resuelve con una excentricidad de 2,85 -los valores correspondientes a FL-90 se indican con línea continua, los derivados del método de Lahuerta con punto y raya y los de EC-6 a trazos-.

ESTUDIO DE LA EXCENCRICIDAD(ADICIONAL POR PANDEO EN MUROS)

Cada curva corresponde a una excentricidad e (cm) constante

FL-90, LAHUERTA, EC-6, BS-5628, CTE EF Excentricidades $e = 0-6$.

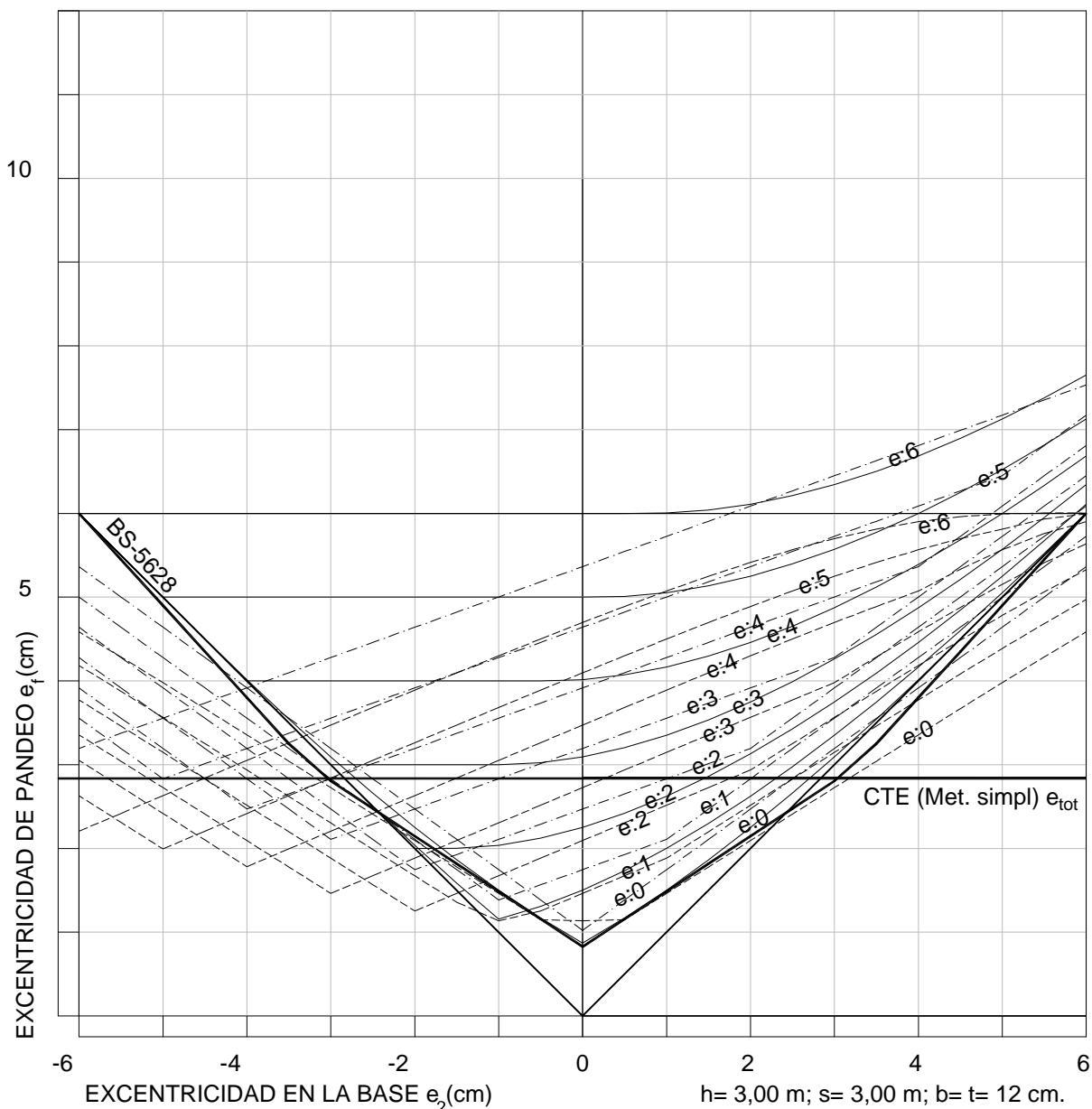


Figura 12. Comparativa de excentricidades equivalentes de pandeo

Conclusión. La sensación que produce el análisis es agrí dulce: si bien el cambio de estructura facilita el empleo de la norma y se ha completado el articulado, no se entiende la voluntad de reducir el ámbito de aplicación, excluyendo soluciones que sí permitía el eurocódigo. Por el camino se han quedado propuestas interesantes, como el método de cálculo simplificado para edificios de menos de tres plantas -recuérdese el Capítulo 5, Diseño empírico de la fábrica, de la norma Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530-02, y Specification for Masonry Structures, ACI 530.1-02 [06], que permite el dimensionado de la fábrica mediante reglas geométricas-; mientras que ciertos añadidos al texto parten de bases ajenas a la filosofía del código: quizás sea esto lo que más se note, la carencia de una filosofía unitaria en la norma. Además está pendiente una revisión de erratas, lo que quita lustre a la norma. Y no parece cerrado en absoluto la cuestión trascendental sobre las excentricidades de aplicación de las cargas.

En otros aspectos se puede considerar como una oportunidad perdida: las estructuras de fábrica existentes no son contempladas de forma alguna; entre los estados límites de servicio sigue ausente el estado límite de fisuración -cuestión que lleva a plantear una comprobación dentro del rango elástico a Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530-02, y Specification for Masonry Structures, ACI 530.1-02 [06]- y que quizás se podría resolver de una forma análoga al hormigón: en estado límite último se desprecia la resistencia a tracción de éste, pero no así en estado límite de servicio.

Un último problema es que la norma se queda a medio camino entre la exigencia o no del soporte informático: demasiado complicada para el cálculo manual -salvo el método simplificado-, no acaba de explotar las precisiones que permite el cálculo informático.

BIBLIOGRAFÍA.

- [01] **Documento de Aplicación del Código Técnico de la Edificación: Seguridad Estructural: Estructuras de Fábrica**
Ministerio de Fomento. Versión Final noviembre 2.003
- [02] **Eurocódigo nº 6. Proyecto de estructuras de fábrica.**
Parte 1-1: Reglas Generales para Edificios. Reglas para Fábrica y Fábrica Armada.
Versión Española: Febrero 1.997.
- [03] **Instrucción del Hormigón Estructural, EHE-98**
Ministerio de Fomento. Madrid, 1.998.
- [04] **British Standard BS 5628:**
Part 1: 1.992 Structural Use of unreinforced masonry.
Part 2: 2000 Structural use of reinforced masonry and prestressed masonry.
Part 3: 1.985 Materials and components, design and workmanship.
- [05] Freire Tellado, M. J: *La Sección Eficaz en la Estructura de Fábrica.*
Informes de la Construcción-C.S.I.C., Vol. 49 nº 449 mayo/junio 1.997, págs. 23-36.
- [06] **Muros Resistentes de Fábrica de Ladrillo, MV-201 1972.**
Ministerio de la Vivienda. Madrid, 1.972.
Modificaciones y corrección errores, RD.996/99, (BOE 24-06-99)
- [07] **Muros Resistentes de Fábrica de Ladrillo, NBE-FL-90.**
Ministerio de Obras Públicas y Transportes. R.D.1723/90 de 20-12-90 (B.O.E. 4-01-90).
- [08] La bibliografía sobre este tema es abundante. Es, sin duda, clásico el libro Olgyay, Victor; **Design with climate. Bioclimatic approach to architectural regionalism.** Princeton University Press, 1963.
Versión española *Arquitectura y clima. Manual de diseño bioclimático para arquitectos y urbanistas.* Editorial Gustavo Gili S.A., Barcelona, 1998.
- [09] Freire Tellado, Manuel J.- "*Diseño de nudos en estructura de Fábrica: análisis comparativo*"
Informes de la Construcción-C.S.I.C. Vol. 55 nº 487 septiembre-octubre 2.003, págs. 23-48.
- [10] **Norma Básica de la Edificación Acciones en la Edificación, NBE-AE-88.** M.O.P.U., 1.988.
- [11] **Documento de Aplicación del Código Técnico de la Edificación: Seguridad Estructural: Estructuras de Fábrica**
Ministerio de Fomento.

Versión de marzo 2.002 (Documento de Trabajo)

- [12] Freire Tellado, M. J.: *Comparativa del cálculo de pandeo en métodos basados en la sección eficaz*. Informes de la Construcción-C.S.I.C., Vol. 52 nº 467 mayo/junio 2000, págs. 31-46.
- [13] **Building Code Requirements for Concrete Masonry Structures** ACI-531 y
Specification for Masonry Structures, ACI 530.1-02 .
American Concrete Institute - Structural Engineering Institute of the American Society of Civil
Engineers - The Masonry Society, 2.002.